

Виконані експериментальні дослідження дозволяють зробити наступні висновки. Міцність зразків суттєво залежить від кількості і розташування поперечної арматури по висоті шпонки.

1. Коровин Н.Н., Еськов В.С. Шпоночные стыки сборных железобетонных оболочек // Промышленное строительство. – 1966. – № 8. – С. 25-29.

2.Кваша В.Г., Коваль П.Н. Исследование и расчет бетонных и железобетонных шпоночных соединений плоских плит // Резервы прогресса в архитектуре и строительстве: Вестник Львовского политехн. ин-та. Вып.198. – Львов: Вища школа, 1985. – С. 24-37.

3.Прочность и жесткость стыковых соединений панельных конструкций. Опыт СССР и ЧССР / Е.Горачек, В.И.Лишак, Д.Пуме и др.; Под ред. В.И.Лишака. – М.: Стройиздат, 1980. – 192 с.

4.Мартьянова Н.Г. Испытания на сдвиг вертикальных стыков монолитных стен со сквозными шпонками // 19-е корд. совещание "Эффективные конструкции и методы расчета несущих систем, элементов и узлов бескаркасных зданий": Тезисы докладов. – Вильнюс, 1984. – С.48-51.

5.Махвиладзе Л.С. Сейсмостойкое крупнопанельное домостроение. – М.: Стройиздат, 1987. – 221 с.

6.Яшин А.В. К расчету шпоночных соединений // Бетон и железобетон. – 1978. – № 6. – С.17-18.

7.Погребной В.В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе: Дис. ... канд. техн. наук. – Полтава: ПНТУ, 2000. – 197 с.

8.Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. ВСН 72-77. – М.: Стройиздат, 1978. – 177 с.

9.Карабаш Л.В., Довженко О.О. Методика експериментального дослідження міцності окремих прямокутних шпонок з урахуванням особливостей армування // Матеріали II міжнародн. наук.-практ. конф. "Сучасні наукові дослідження – 2006". Т.45. – Дніпропетровськ: Наука і освіта, 2006. – 56 с.

Отримано 16.03.2007

УДК 624.012.45

М.Ю.ИЗБАШ, канд. техн. наук

Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры

МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ НЕРАЗРЕЗНЫХ БАЛОК В ЗОНЕ ПРОМЕЖУТОЧНЫХ ОПОР

Рассматриваются результаты экспериментальных исследований сталежелезобетонных изгибаемых элементов с железобетонной полкой в растянутой зоне.

Сталежелезобетонные изгибаемые элементы [1] отличаются высокой эффективностью благодаря рациональному сочетанию железобетонной полки, воспринимающей сжимающие усилия, и соединенной с ней стальной балки чаще всего двутаврового профиля, воспринимающей растяжение. В сталежелезобетонных неразрезных многопролетных балках на промежуточных опорах сжатие воспринимает сталь-

ная балка, а железобетонная полка – растяжение. По мере роста нагрузки в бетоне появляются трещины и он выключается из работы, т.е. усилия в основном воспринимает стальная балка, что предопределяет низкую прочность и жесткость опорного сечения сталежелезобетонной неразрезной балки.

Ситуация усугубляется тем, что изгибающие моменты на промежуточных опорах балок имеют существенно большие значения, чем величины пролетных моментов. Так, в двухпролетной балке постоянного сечения, загруженной равномерной нагрузкой, значение опорного момента составляет

$$M_{on} = \frac{ql^2}{8}, \quad (1)$$

пролетного –

$$M_{np} = \frac{ql^2}{14,2}. \quad (2)$$

Таким образом, величина опорного изгибающего момента в 1,77 раза больше, чем пролетного.

При исчерпании несущей способности жесткость опорного сечения балки уменьшается в большей степени, чем пролетного, вследствие чего происходит перераспределение моментов с опоры в пролет, где жесткость больше. Однако данного перераспределения недостаточно и необходимо усиление опорной зоны балки. Его предлагается выполнять локальным обжатием арматурой повышенной прочности класса А500С, что позволяет снизить металлоемкость усиления.

Моделью усиленной локальным обжатием опорного участка неразрезной сталежелезобетонной балки в экспериментах служил изгибаемый элемент с железобетонной полкой в растянутой зоне [2].

Оценка эффективности предложенного усиления локальным обжатием сталежелезобетонных изгибаемых элементов с железобетонной полкой в растянутой зоне обусловила необходимость параллельного исследования аналогичных элементов без указанного обжатия, что давало возможность количественного и качественного сопоставления характера их работы под нагрузкой.

Обеспечение совместности работы стальной балки и железобетонной полки, эффективность антисдвиговых анкеров являются основой предлагаемой конструкции, вследствие чего в проведенных испытаниях внимание уделялось оценке отсутствия деформаций сдвига бетона железобетонной полки относительно полки стальной балки в местах их контакта.

Так как предлагаемая сталежелезобетонная конструкция представляет собой статически неопределимую систему, необходимо было экспериментально определять усилия натяжения в напрягаемой арматуре в момент исчерпания несущей способности конструкции, что обеспечивало раскрытие статической неопределимости и выявление деформаций, напряжений и усилий натяжения.

Испытывали три типа балок. Первый тип представляла сталежелезобетонная балка Б-1 без предварительного напряжения. Остальные два типа балок были с локальным предварительным напряжением со стрелкой оттягивания различной величины: у балки БН-1 напряжения в арматурных стержнях составили $\sigma_{sp1} = 70$ МПа при стрелке оттягивания, составлявшей $f_1 = 20$ мм; у балки БН-2 соответственно $\sigma_{sp2} = 210$ МПа и $f_2 = 40$ мм. Это позволяло по результатам испытаний установить степень влияния локального предварительного напряжения на трещиностойкость железобетонной полки, несущую способность, жесткость сталежелезобетонных изгибаемых элементов с железобетонной полкой в растянутой зоне.

Каждая сталежелезобетонная балка состояла из стального двутавра №16 и железобетонной полки высотой сечения 60 мм, шириной 250 мм. Связь между стальным двутавром и железобетонной полкой обеспечивали с помощью антисдвиговых анкеров, приваренных к верхней полке двутавра в первом типе балок с шагом $S = 150$ мм по всей длине балки, во втором и третьем типах балок на длине 450 мм от концов балки с шагом $S = 150$ мм, в зоне локального предварительного напряжения антисдвиговые анкеры не устанавливались.

Полку армировали продольными стержнями $3\varnothing 5$ мм класса Вр-I. Перпендикулярно указанным продольным стержням привязывали поперечные стержни $\varnothing 5$ мм класса Вр-I, шаг 150 мм.

Длина каждой балки составляла $l = 2500$ мм.

Предварительное напряжение создавали двумя арматурными стержнями $\varnothing 16$ мм класса А500С, приваренными к наружной грани верхней полки двутавра. Стержни приваривали на расстоянии 525 мм от конца балки, длина зоны приварки 100 мм. Привариваемые стержни располагали каждый на расстоянии 15 мм от боковой грани полки двутавра.

Локальное предварительное напряжение стальной балки осуществляли до бетонирования.

Конструкции образцов балок для испытаний приведены на рис.1.

Изготовление образцов балок для испытаний начинали с приварки к верху верхних полок двутавров антисдвиговых анкеров. Затем

приваривали напрягаемые арматурные стержни.

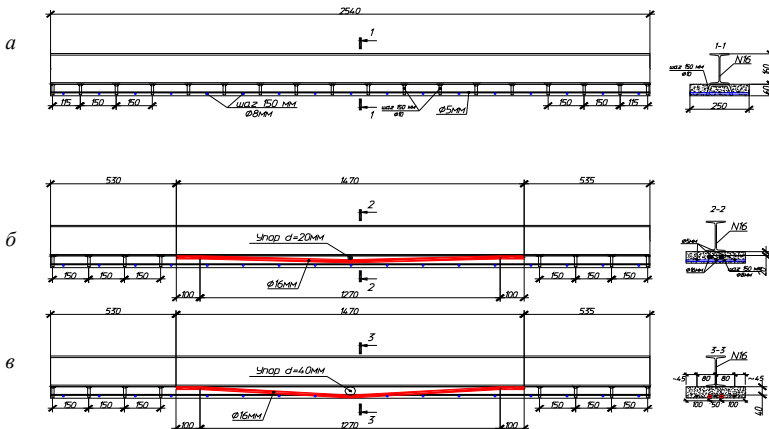


Рис.1 – Конструкции образцов балок для испытаний:
а – Б-1; б – БН-1; в – БН-2.

Оттягивание напрягаемой арматуры выполняли с помощью специального ручного винтового домкрата. Величины усилия натяжения $N_{сп}$ и напряжения в арматуре $\sigma_{сп}$ определяли по величине ее деформации $\varepsilon_{сп}$. Деформации измеряли с помощью закрепленного к арматуре рычажного тензометра с ценой деления 0,001 мм, база 20 мм.

Стальная балка при осуществлении ее предварительного напряжения показана на рис.2.

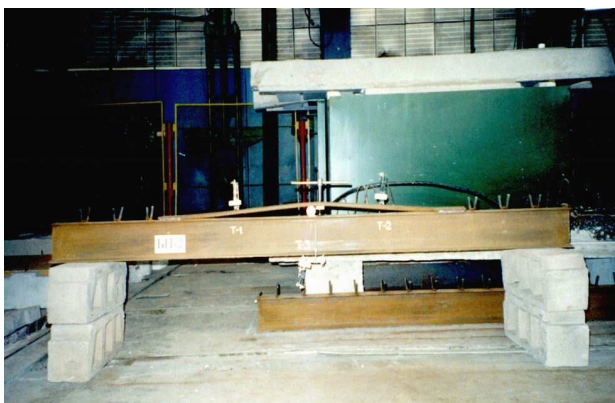


Рис.2 – Осуществление предварительного напряжения стальных балок

По достижении заданной величины напряжения в арматуре в середине длины балки между арматурой и полкой двутавра устанавливали стальной упор, после чего домкрат убирали.

Бетонирование железобетонной полки выполняли следующим образом. Под двутавром, установленным так, чтобы оттянутая (напряженная) арматура была снизу, укладывали арматуру будущей железобетонной полки. Далее вдоль длины каждого двутавра устанавливали опалубку (рис.3), представляющую собой разъемную рамку из четырех стальных уголков, после чего бетонировали полки.



Рис.3 – Установленные в опалубочные формы локально обжатые стальные балки

После набора бетоном заданной прочности последовательно проводили испытания балок Б-1, БН-1 и БН-2 на стенде, который обеспечивал возможность размещения изгибаемых элементов длиной 2500 мм. Принципиальная схема стенда, расстановки приборов и нагружения показана на рис.4.

Испытываемую балку устанавливали на две катковые опоры, реализующие шарнирно подвижное и неподвижное опирание. Они укладывались на нижние неподвижные траверсы вертикальных опорных элементов рамного типа. На испытываемую балку в середине ее длины сверху устанавливали нагружающее устройство, которое, упираясь в верхнюю траверсу 1, передавало нагрузку на балку.

В испытаниях в качестве нагружающего устройства был применен гидравлический домкрат ДГ-25, который запитывали от пере-

движной насосной станции ПНСР-400. Фиксацию показаний выполняли с помощью манометра образцового.

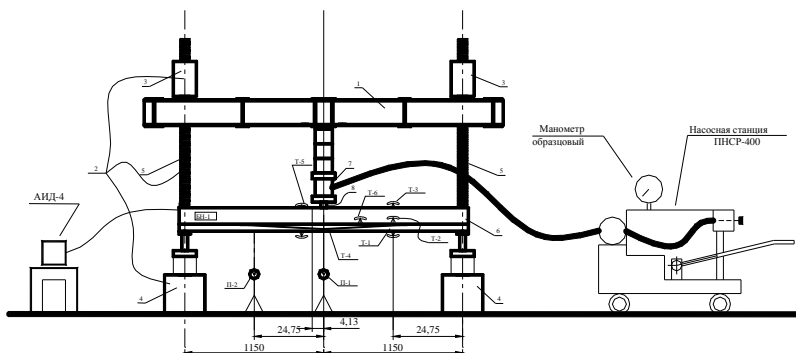


Рис.4 – Принципиальная схема стенда, расстановки приборов и нагружения локально предварительно напряженной сталежелезобетонной балки с железобетонной полкой в растянутой зоне

Нагрузка, создаваемая гидравлическим домкратом, была заранее оттарирована в соответствии с показаниями манометра насосной станции.

Образцы испытывали по схеме однопролетной шарнирно опертой по концам балки, загруженной в середине длины пролета сосредоточенной вертикальной нагрузкой. Нагружение вели плавно, этапами, до окончательного разрушения. Каждый этап нагружения балки без предварительного напряжения составлял $\Delta F = 5$ кН, локально предварительно напряженных балок – $\Delta F = 10$ кН.

Измерение деформаций бетона, напряженной арматуры, стали двутавровых балок осуществляли тензометрами рычажными с ценой деления 0,001 мм, база 20 мм. Кроме того, в процессе испытаний на каждом этапе нагружения фиксировали значения прогибов.

Для этого в середине и четверти пролета устанавливали прогибомеры с ценой деления 0,1 мм.

Длина пролета была равна расстоянию в осях между вертикальными опорными элементами рамного типа 2. Ее фиксировали соответствующей установкой указанных перемещаемых вертикальных опорных элементов.

Общий вид испытаний показан на рис.5.

Испытываемые образцы локально предварительно напряженных сталежелезобетонных изгибаемых элементов проходили два принци-

пиально отличающихся этапа: создание локального предварительного напряжения в металлической балке до бетонирования и непосредственно испытание готового (с бетоном, набравшим прочность) забетонированного образца нагружением до разрушения.



Рис.5 – Общий вид испытания сталежелезобетонной балки с железобетонной полкой в растянутой зоне

В процессе осуществления локального предварительного напряжения были зафиксированы закономерности роста величины напряжений в арматуре при ее оттягивании ручным винтовым домкратом. На рис.6 приведены графики зависимости напряжений σ_{sp} в арматуре балок БН-1, БН-2 от величин стрелок оттягивания.

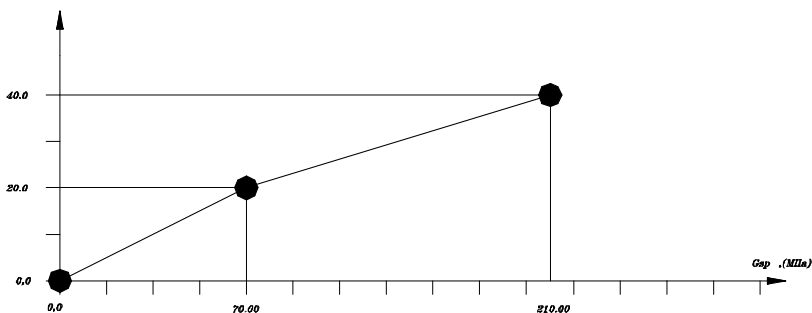


Рис.6 – Зависимость величины напряжения в арматуре от значения стрелки оттягивания

В результате оттягивания арматуры и фиксации ее положения упором величины стрелок оттягивания составили у балки БН-1 и БН-2 соответственно $f_{sp} = 20$ мм и $f_{sp} = 40$ мм, значения напряжений в арматуре $\sigma_{sp} = 70$ МПа и $\sigma_{sp} = 210$ МПа.

На втором этапе – нагружении конструкций до исчерпания несущей способности, были зафиксированы показания, характеризующие работу сталежелезобетонного изгибаемого элемента в целом и его компонентов.

Главным показателем данной конструкции является ее несущая способность. В результате проведенных экспериментов было установлено, что локальное предварительное напряжение дополнительной арматурой способно существенно влиять на несущую способность сталежелезобетонного изгибаемого элемента с железобетонной полкой в растянутой зоне. На рис.7 приведена построенная зависимость величины разрушающей нагрузки от значения предварительного напряжения в арматуре. Величина разрушающей нагрузки для сталежелезобетонной балки без предварительного обжатия составила $F_{u0} = 70$ кН, для локально предварительно напряженных балок БН-1 соответственно $F_{u1} = 90$ кН, для БН-2 зафиксирована $F_{u2} = 95$ кН.

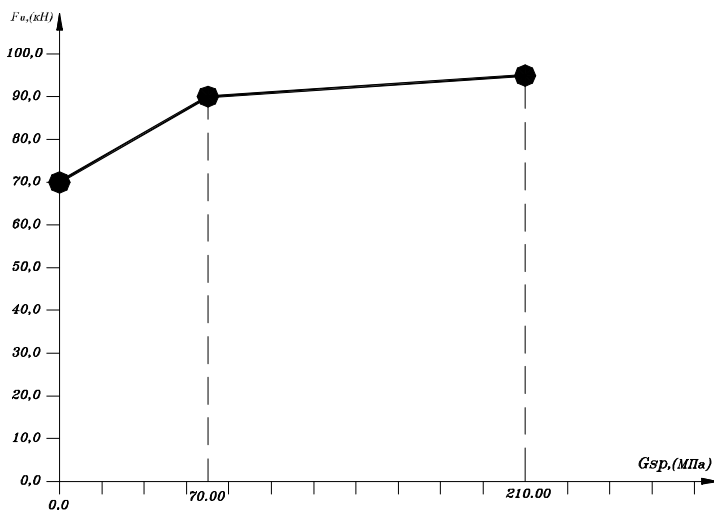


Рис.7 – Зависимость разрушающей нагрузки от величины предварительного напряжения арматуры

Таким образом, при локальном обжатии арматурой $2\varnothing 16$ мм класса А500С со стрелкой оттягивания $f_{sp} = 40$ мм несущая способ-

ность сталежелезобетонного изгибаемого элемента с железобетонной полкой в растянутой зоне была повышена на 35% за счет того, что напрягаемая арматура являлась дополнительной.

Эффект мог быть бóльшим, его снижение было обусловлено достижением текучести в сжатой полке стального двутавра.

Вторым показателем является трещиностойкость находящейся в растянутой зоне железобетонной полки. Экспериментально было установлено, что уровень локального предварительного напряжения значительно влияет на трещиностойкость железобетонной полки сталежелезобетонного изгибаемого элемента. На рис.8 представлена построенная зависимость значения нагрузки трещинообразования $F_{кр}$ от величины предварительного напряжения арматуры $\sigma_{сп}$. Величина нагрузки трещинообразования сталежелезобетонной балки без предварительного напряжения составила $F_{кр1} = 8$ кН, у локально предварительно напряженных балок БН-1 и БН-2 соответственно $F_{кр2} = 10$ кН и $F_{кр3} = 16$ кН.

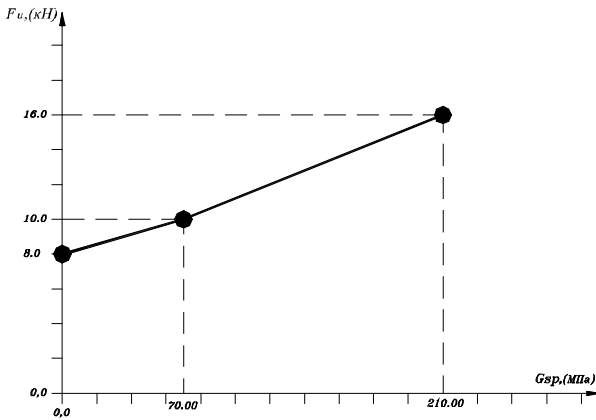


Рис.8 – Зависимость значения нагрузки трещинообразования от величины предварительного напряжения арматуры

Процесс исчерпания несущей способности сталежелезобетонных балок без обжатия и предварительно напряженных был аналогичным. Первоначально появлялись трещины в нижней, растянутой зоне железобетонной полки, затем наступала текучесть в ненапрягаемой арматуре железобетонной полки, после чего начинался ускоренный рост деформаций сжатой полки двутавра. Для следующего этапа характерным было перераспределение усилий с двутавра на предварительно напряженные арматурные шпренгельные стержни. Графики, отражающие

зависимость роста деформаций арматурных стержней от роста нагрузки, приведены на рис.9.

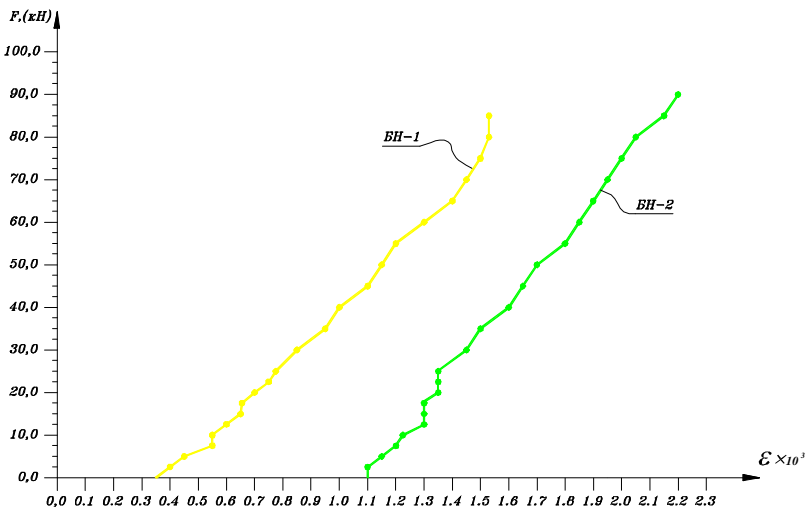


Рис.9 – Рост деформаций предварительно напряженной арматуры под нагрузкой

Графики зависимости деформаций ненапрягаемой арматуры от роста нагрузки приведены на рис.10.

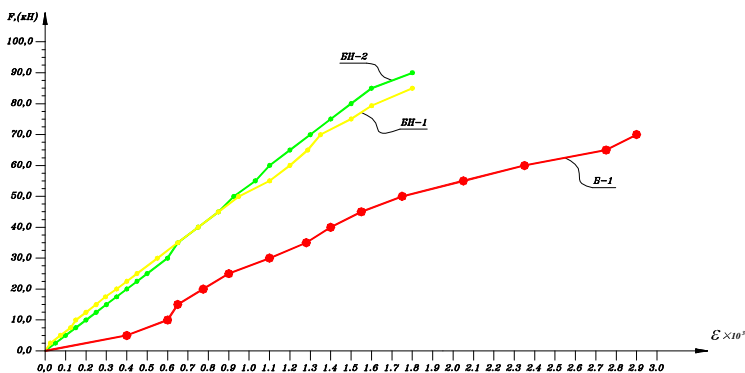


Рис.10 – Рост деформаций ненапрягаемой арматуры под нагрузкой

Предварительное напряжение отодвигает момент достижения текучести в двутавре за счет того, что на стадии натяжения арматуры в нем возникают усилия, обратные по знаку тем, которые будут иметь

место при нагружении. Более того, локально предварительно напряженный изгибаемый элемент представляет собой систему с шпренгельным подкреплением, дополнительная эффективность которого заключается в том, что чем больше действующая нагрузка, тем больший при этом возникает распор и, следовательно, момент выгиба. За счет данного эффекта дополнительного обжатия полки двутавра и передачи через антисдвиговые анкеры усилия на бетон повышается трещиностойкость железобетонной полки, находящейся в растянутой зоне.

Таким образом, локальное предварительное напряжение дополнительной арматурой является инструментом для увеличения прочности конструкции и может являться средством повышения трещиностойкости сталежелезобетонного изгибаемого элемента с железобетонной полкой в растянутой зоне. Данный результат является важным для разработки локально обжатых неразрезных сталежелезобетонных балок.

Одной из характеристик работы испытанных балок могут служить диаграммы роста их прогибов под нагрузкой. Характер нарастания прогибов (рис.11) был плавным, без скачков (в том числе в момент появления трещин в бетоне железобетонной полки).

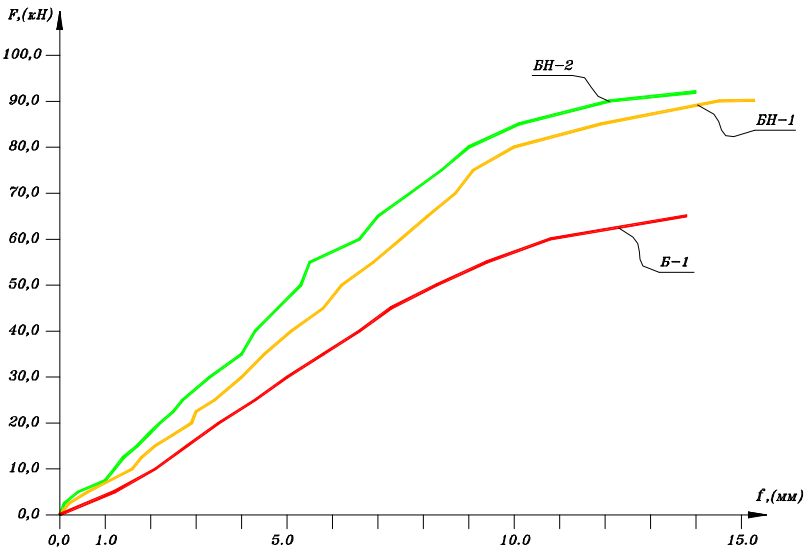


Рис.11 – Рост прогибов балок под нагрузкой

Значения прогибов балок в момент появления трещин в железобетонных полках составляют:

Марка образца	Предварительное напряжение в арматуре σ_{sp} , МПа	Нагрузка трещинообразования F_{crc} , кН	Прогиб в момент появления трещины f_{crc} , мм
Б-1	0	8	1,7
БН-1	70	10	1,6
БН-2	210	16	1,8

Учитывая характер работы конструкций, можно сопоставить соотношения значений нагрузок трещинообразования F_{crc} и прогибов f_{crc} балок с предварительным напряжением БН-2 и без обжатия Б-1. Нагрузка трещинообразования у балки БН-2 в два раза больше, чем у Б-1. В то же время величины прогибов указанных балок были близкими.

Приведенные выше результаты выполненных экспериментальных исследований позволяют сделать вывод, что локальное предварительное напряжение сталежелезобетонных элементов с железобетонной полкой в растянутой зоне является эффективным. Это открывает возможность повышения несущей способности неразрезных многопролетных сталежелезобетонных балок.

1. Eurocode 4: Расчет и конструирование комплексных несущих конструкций из стали и бетона. ENV 1994-1-1: Пер. с нем. – Полтава: ПГТУ, 1997. – 180 с.

2. Избаш М.Ю., Шагин А.Л. Сталежелезобетонные элементы в реконструкции зданий // Будівельні конструкції. Вип.50. – К.: НДБК, 1999. – С.78-84.

Получено 16.03.2007

УДК 624.012.45 : 620.17

В.Н.РУДАКОВ, канд. техн. наук, РАХИМ СОРАН

Харьковская национальная академия городского хозяйства

ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СЖАТЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, АРМИРОВАННЫХ ПРОДОЛЬНОЙ СТЕРЖНЕВОЙ И ПОПЕРЕЧНОЙ ТОНКОЛИСТОВОЙ АРМАТУРОЙ

Приводится описание технологии изготовления образцов-близнецов в форме бетонных, железобетонных и сталежелезобетонных призм поперечного сечения $b \times b = 150 \times 150$ мм и высотами $h = 75; 100; 150$ и 600 мм из бетона марок 200 и 400, армированных продольной стержневой арматурой 4Ø12A400C и поперечной Ø4 Вр-I. Описывается методика проведения испытаний этих образцов на осевое сжатие и в табличной форме представлены полученные результаты. В рамках механики разрушения микрополяризованной среды, разработанной В.Н.Рудаковым, предлагается теоретическое решение по определению прочности негибкой сжатой сталежелезобетонной конструкции Лезера-Шинке.